

論文 ボルト接合鋼板拘束を施し SBPDN 鉄筋を主筋に用いた RC 柱のせん断耐力に関する研究

竹内 崇*1・大仲 菜保子*2・藤永 隆*3・孫 玉平*4

要旨：付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用い、ボルト接合による鋼板拘束を施した RC 柱のせん断耐力を明らかにすることを目的として、横拘束量と X 形配筋の折り曲げ区間を実験変数として一定軸力下における繰り返し逆対称曲げ実験を実施した。その結果、X 形配筋と鋼板拘束を施した柱は、十分なせん断抵抗力を保有していれば、高い 2 次剛性を有し、残留変形を小さく抑える、優れた耐震性能を発揮することを示した。またボルト接合による拘束鋼板を施した柱のせん断耐力評価に関して、鋼板折り曲げ部の変形による見かけ上の強度の低下を考慮したせん断耐力評価手法を提案し、その精度を検証した。

キーワード：レジリエンス、X 形配筋、付着すべり、鋼板横拘束、せん断耐力

1. はじめに

巨大地震に備えるために、建築物は従前の粘り強さに加え、地震後の使用性や修復性に優れたレジリエンス(復元性)を併せ持つ必要がある。著者らは表面にスパイラル溝を有し、規格降伏強度が 1275N/mm^2 の超高強度鉄筋の付着すべりの生じやすさに着目し、それを RC 部材の主筋に使用することにより、主筋の降伏をできるだけ遅らせることで、大変形時まで安定した履歴挙動を示すと共に残留変形を小さく抑えるレジリエンス性の高い RC 部材の開発研究を行ってきた¹⁻³⁾。

このような主筋を用いた柱が逆対称曲げを受ける状況での既往の実験結果においては、柱に高いレジリエンスを持たせるには、柱反曲点近傍で主筋のすべり止め策(以下、これを柱中央定着と称す)を講じることと、さらに同位置でのコンクリートの割裂ひび割れを防ぐことが必要であることを実験研究により示した⁴⁾。柱中央定着として鋼製定着板を設置しただけの試験体では、柱中央定着部付近に割裂ひび割れが生じ、水平抵抗力が部材角 $R=0.02\text{rad}$ から頭打ちとなるが、柱全体を炭素繊維シートあるいは鋼板のボルト接合により拘束した試験体では、柱中央定着部付近での割裂ひび割れの発生および進展を抑えられることを明らかにした^{4,5)}。また、主筋の一部を X 形配筋することで、柱中央定着を簡素化し定着部での割裂ひび割れを抑制でき、さらに鋼板拘束により柱中央定着部付近での割裂ひび割れを抑えられ、柱が大変形域でも正の 2 次剛性を有することを明らかにした⁶⁾。一方、X 形配筋と鋼板拘束を用いてもせん断補強筋のほとんど入っていない試験体においては、残留変形を小さく抑えるが、せん断ひび割れが生じ、耐力が伸びなくな

る結果となった^{7,8)}。そのため、残留変形も小さく抑えるだけでなく柱の水平耐力を上昇し続けさせるためには、十分なせん断耐力を確保する必要があると考えられる。鋼管横補強を施した正方形断面 RC 柱のせん断耐力に関する研究はいくつか行われている⁹⁻¹¹⁾。本研究では、ボルト接合による鋼板拘束を用いており、この拘束方法は、鋼板の着脱が可能であるため、コンクリートの損傷状況の確認や鋼板損傷時の交換を容易に行えるメリットがある。しかしながら、ボルト接合により鋼板横拘束を施した柱のせん断耐力に関する検討は行われておらず、その評価手法は明らかではない。

そこで本研究は、付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用い、ボルト接合による鋼板拘束を施した RC 柱のせん断耐力を明らかにすることを目的として、実験的研究を行った。既往の研究で有効性が確認されている X 形配筋を用いるが、柱全長に亘って X 形配筋を施す場合と、柱中央部のみを X 形とする場合の 2 種類で検討を行った。また既往の研究と本研究で得られた実験結果より、ボルト接合による鋼板拘束時のせん断耐力評価法を提案した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の一覧を表-1 に、配筋詳細を図-1 に示す。試験体は高層建築物の下層階の柱を模擬した 1/3 縮小モデルで、上下に加力スタブを持つ 250mm の正方形断面でせん断スパン比 2 の RC 柱 4 体である。

コンクリートは調合強度 40N/mm^2 のレディーミクストコンクリートを使用した。粗骨材の最大粒径は 20mm で、使用したセメントは普通ポルトランドセメントであ

*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

*2 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

*3 神戸大学 都市安全研究センター 准教授 博士 (工学) (正会員)

*4 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧と最大耐力

試験体名	a/D	f _c (N/mm ²)	n	主筋	X 形配筋 折り曲げ区間	帯筋		鋼板拘束		Q _{exp} (kN)	R _{exp} (×10 ⁻² rad.)
						配筋	h _p w	鋼材	B'/t		
2DXT23	2	47.4	0.330	12-U12.6 (p _g =2.4%)	2D 区間	D6@30	0.85%	PL2.3	111	258	3.00
4DXT23		47.2			311					5.01	
4DXT45		48.0	0.326		4D 区間	D6@90	0.28%	PL4.5	58	340	5.00
4DXT45-90		47.9			341					5.00	

ここに、a/D：せん断スパン比、f_c：コンクリートシリンダー強度、n：軸力比、p_g：主筋比、h_pw：帯筋比、B'/t：幅厚比(= (b+2t)/t)、Q_{exp}：最大水平力実験値(正負平均)、R_{exp}：Q_{exp}時部材角(正負平均)

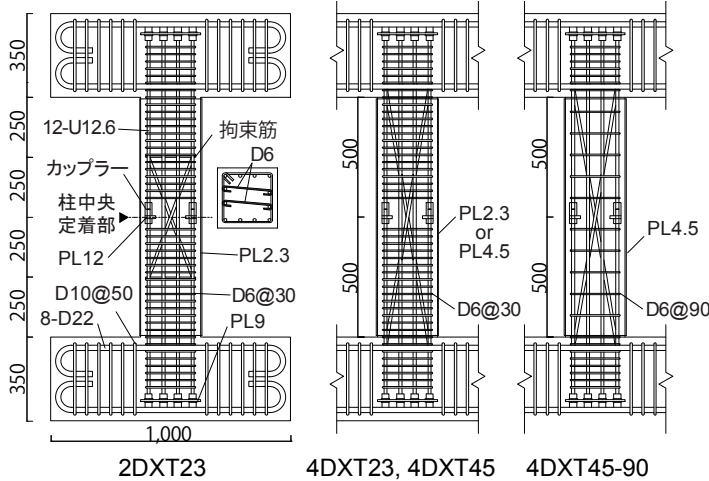


図-1 試験体配筋詳細

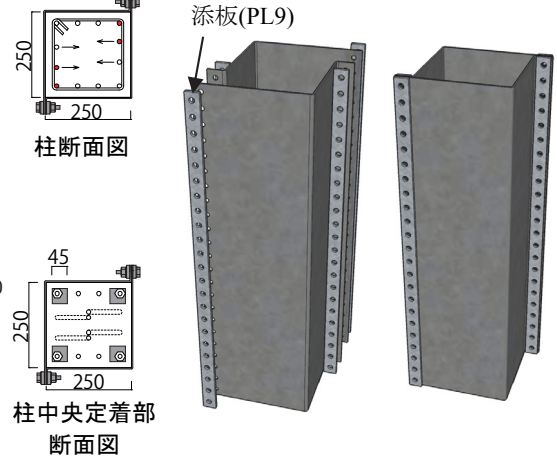


図-2 鋼板横補強方法

る。実験時材齢の圧縮強度を表-1に示す。実際の柱と同方向の打設となるよう縦方向に打設を行った。

主筋には、規格降伏強度 1275N/mm² の超高強度鉄筋 (SBPDN1275/1420) を用いた。公称直径 12.6mm (呼び名 U12.6) のものを断面周辺に沿って均等に 12 本配置し、主筋比は 2.4% である。本鉄筋は、丸鋼にスパイラル溝を加工した異形鉄筋で、通常の異形鉄筋と丸鋼の中間的な附着性状を有する。主筋すべりが生じやすいため、主筋の上下端部にねじ切り加工を施し、ナットと鉄板を用いて機械式定着とした。4 隅の主筋は柱中央高さにそれぞれ厚さ 12mm の定着鋼板 (SS400) を配し、この鋼板を介して、上下鉄筋をナット及びカップラーを用いて機械的に接合することで主筋の定着を図った。荷重方向に対して、2 段目と 3 段目に位置する主筋は、柱中央定着を設けず、通し鉄筋とし、1 段目と 4 段目の内側の主筋の X 形配筋とした。X 形配筋の区間について、試験体 2DXT23 は柱中央 2D (D：柱せい) 区間を折り曲げ、残り 3 体は上下スタブ主筋位置間のおよそ 4D 区間を折り曲げた。帯筋として、試験体 4DXT45-90 は D6 異形鉄筋を柱全長に 90mm 間隔で配筋し、残りの 3 体は 30mm 間隔で配筋した。2D 区間を X 形配筋とした試験体は、折り曲げ開始位置に拘束筋として、帯筋と同じ D6 を追加で配置している。

鋼板拘束は、図-2 のように折り曲げた 2 枚の鋼板を

表-2 鋼材の力学的特性

呼び	規格	f _y (N/mm ²)	ε _y (%)	f _u (N/mm ²)	E _s (×10 ⁻³ N/mm ²)
U12.6	SBPDN 1275/1420	1381*	0.84	1474	216
D6	SD295A	434	0.22	549	196
PL2.3	SS400	396	0.20	440	201
PL4.5	SS400	402	0.20	472	200

ここに、f_y：降伏点応力(*は 0.2% オフセット耐力)、ε_y：f_y 時ひずみ、f_u：引張強さ、E_s：弾性係数

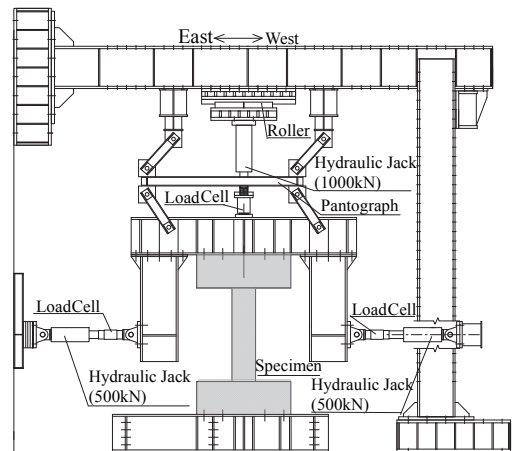


図-3 荷重装置

高力ボルトにより接合し柱を拘束した。使用した鋼板の種類は 2 種類であり、試験体 2DXT23 と 4DXT23 には PL2.3 を、試験体 4DXT45 と 4DXT45-90 には PL4.5 を使

用した。鋼板の折り曲げ内径は鋼板厚さ程度である。この拘束鋼板は柱の型枠を兼ねている。ボルト接合部では、鋼板の引張力によって生じるボルト間の変形を防ぐため、重ね合わせた2枚の鋼板のさらに外側から厚さ9mmの2枚の平鋼を添板として、鋼板を挟み込むような形でボルトを締め付けた。ボルトはM12を片側23個取り付け、それぞれ100Nmのトルクを導入した。鋼板横拘束は、コンクリートの拘束と共に柱中央着部のコンクリートの損傷低減を目的としており、鋼板に曲げ及び軸力による軸方向応力を直接負担させない。そのため鋼板と加力スタブの間には6mm程度の隙間を設けている。表-2に使用した鋼材の力学特性を示す。

2.2 荷重方法

図-3に荷重装置を示す。1000kN油圧ジャッキで所定の軸力を与えてから、500kN油圧ジャッキ(押し:500kN, 引き:300kN)を2台使用して正負交番繰り返し水平力を作用させた。荷重は柱の部材角 R により制御し、荷重プログラムは部材角0.0025, 0.005, 0.0075, 0.01, 0.015と0.02rad.の各変位振幅で2回ずつ、部材角0.025, 0.03, 0.035, 0.04と0.05rad.の変位レベルでの1回ずつの正負交番繰り返し荷重である。その後、 $R=+0.075\text{rad.}$ まで片振り荷重を行い、実験を終了させた。

3. 実験結果と考察

3.1 ひび割れ及び破壊性状

図-4に各試験体の荷重終了後に鋼板を取り外した後の損傷状況を示す。いずれの試験体も部材角 $R=0.035\sim 0.04\text{rad.}$ のサイクルで鋼板端部とスタブとの接触が確認された。試験体2DXT23は、部材角 $R=0.05\text{rad.}$

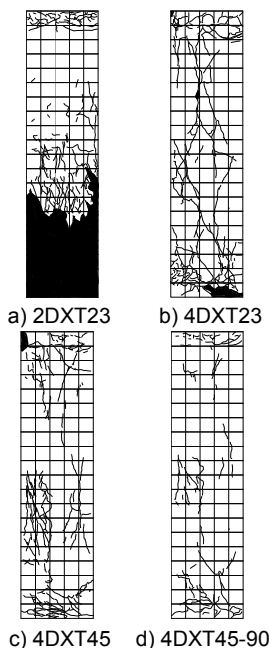


図-4 損傷状況

のサイクルで柱脚部において鋼板の折り曲げ箇所破断が生じ、実験を終了した。試験後の損傷状況を確認したところ、柱脚部から高さ350mmまでの範囲のかぶりコンクリートの損傷が大きく、柱脚から200~300mm程度の範囲にせん断ひび割れが発生しており、せん断破壊したものと考えられる。一方、残りの3体において、せん断ひび割れは、試験体4DXT23と4DXT45-90は柱頭および柱脚で確認され、試験体4DXT45は柱頭で確認されたが耐力低下は生じなかった。いずれの試験体においても顕著な割裂ひび割れは見られなかった。

3.2 繰返し履歴性状

図-5に実験で得られた各試験体の水平力-部材角関係を示す。図中の破線は $P-A$ 効果による耐力の低下ラインを示す。試験体2DXT23は部材角 $R=\pm 0.03\text{rad.}$ 時まで耐力上昇し続けたが、その後、耐力低下した。損傷状況と併せて見ると、部材角 $R=\pm 0.03\text{rad.}$ で鋼板内部で柱にせん断ひび割れが生じ、耐力低下したと推察される。試験体4DXT23, 4DXT45, 4DXT45-90は $R=\pm 0.04\text{rad.}$ 時まで耐力低下することなく、水平抵抗力は上昇し続ける優れた耐震性能を発揮した。また、いずれの試験体も拘束鋼管がスタブと接触したことにより、部材角 $R=\pm 0.05\text{rad.}$ サイクルで顕著な耐力上昇が見られた。

図-6に各試験体の水平力-部材角関係の包絡線の比較を示す。ここで、既往の研究⁶⁾の試験体DC-2DXTを比較に加えている。この試験体は、 $f'_c=42.5\text{N/mm}^2$ で、折り曲げ区間2DのX形配筋を有し、30mm間隔で帯筋を配筋し、4.5mm厚の鋼板ボルト接合による柱拘束を施したものである。実験の詳細は参考文献6を参照されたい。

試験体2DXT23と4DXT23の比較から、X形の折り曲

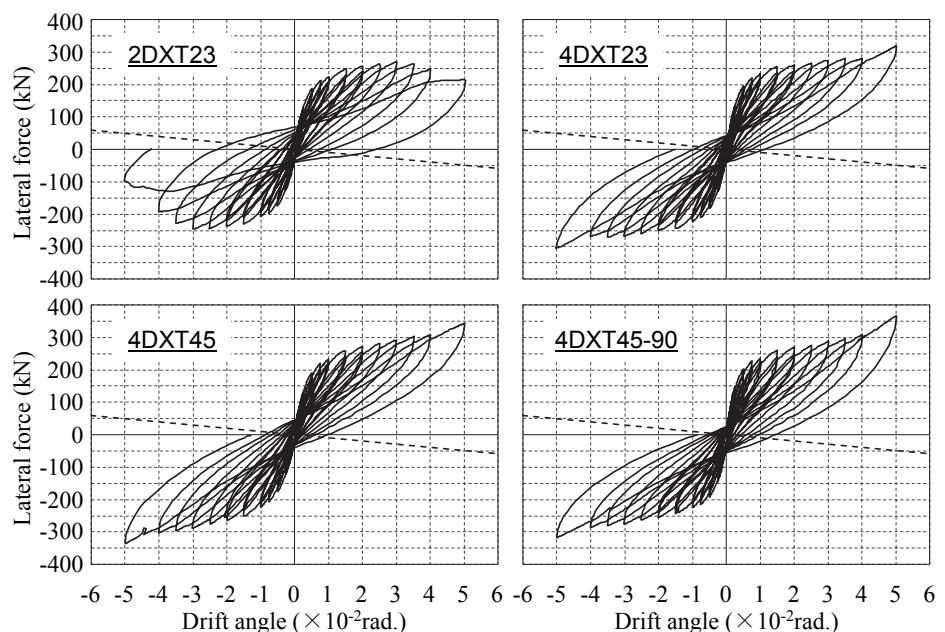


図-5 水平力-部材角関係

げ区間の影響を見ると、折り曲げ区間を 4D とした試験体 4DXT23 の方が耐力低下することなく、より優れた耐震性能を発揮した。これは X 形主筋が柱全体のせん断耐力上昇に有効に働き、せん断ひび割れの発生による耐力低下を防ぐことができたためと考えられる。一方、鋼板厚さ 4.5mm の試験体 DC-2DXT と 4DXT45 を比較すると、X 形折り曲げ区間に関わらず耐力が上昇し続けていることが分かる。これは鋼板厚さが 4.5mm (幅厚比 57 程度) あれば、柱脚部の平行配筋区間におけるせん断ひび割れを十分に抑えられたためと考えられる。

拘束鋼板厚さの異なる試験体 4DXT23 と 4DXT45 を比較すると、両者は似た履歴性状を示しているが、試験体 4DXT45 の方が全体的に耐力が高いことがわかる。これは拘束鋼板が厚い方が、より大きな拘束効果を発揮したためと考えられる。帯筋間隔の異なる試験体 4DXT45 と 4DXT45-90 の履歴性状に大きな差は見られなかった。これは、試験体 4DXT45-90 のせん断補強量が十分であったためと考えられる。

図-7 に各試験体の残留部材角の推移を示す。部材角 $R=0.025\text{rad}$ まで試験体間の差はほとんどないが、試験体 2DXT23 は最大耐力を迎えた部材角 $R=0.03\text{rad}$ 以後、残留部材角が急に大きくなっていることが分かる。これは柱脚部 1D 区間のせん断ひび割れの発生により最大耐力を迎え、その後コンクリートの損傷が進展したためと考えられる。残りの 3 体については、いずれも部材角

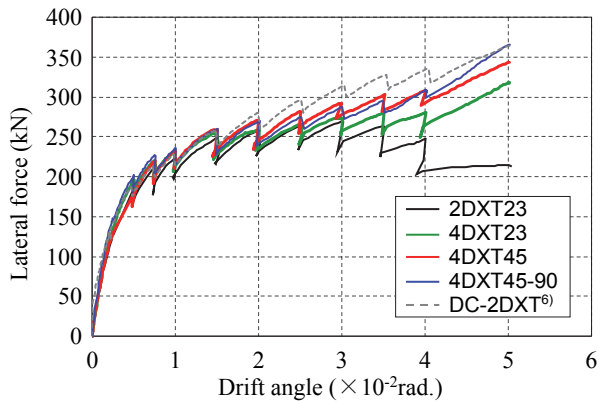


図-6 水平力—部材角関係の包絡線の比較

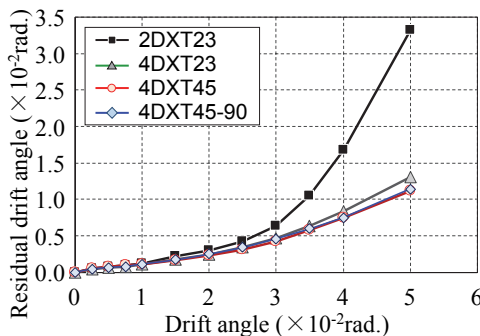


図-7 残留部材角の推移

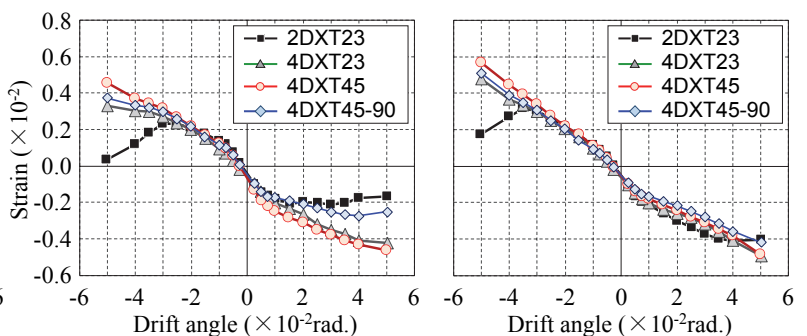


図-8 各サイクルピーク時の主筋ひずみ

$R=0.05\text{rad}$ まで、残留部材角を小さく抑えられている。

3.3 主筋ひずみ

図-8 に各試験体の主筋ひずみの各サイクルのピーク値を示す。各グラフは、柱脚あるいは柱頭から高さ 25mm の断面位置における隅部主筋と X 形主筋のひずみと部材角の関係を示している。計測したひずみは最大で 0.6% 程度であり、いずれの主筋も降伏強度時ひずみに達していない。試験体 2DXT23 は、隅部主筋のひずみが部材角 $R=0.035\text{rad}$ で低下し、X 形配筋の主筋ひずみもその後低下した。これはせん断ひび割れによるコンクリート損傷が原因だと考えられる。残りの 3 体は、隅部主筋、X 形配筋の主筋共に、最終サイクルまでひずみが伸び続けており、大変形時まで主筋の抵抗力が上昇し続けていたことが分かる。

4. せん断耐力の評価

本試験体のせん断耐力を評価するには、鋼板横拘束によるせん断補強効果と、X 形配筋によるせん断補強効果を考慮する必要がある。鋼管横補強を施した正方形断面 RC 柱のせん断耐力について、安田ら⁹⁾は下式のように、横補強に用いた鋼管を等量の帯筋に換算し、修正大野荒川式に適用し、評価を行っている。

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.115k_u k_p (f'_c + 17.6)}{a/d + 0.115} + 0.85 \sqrt{h p_w h \sigma_{wy} + t p_w t \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b j \quad (1)$$

ここで、 k_u 、 k_p ：断面寸法による補正係数 ($k_u=0.9$ 、 $k_p=0.82p_l^{0.23}$)、 p_l ：引張鉄筋比 (%)、 $h p_w$ ：帯筋比、 $h \sigma_{wy}$ ：帯筋の降伏強度、 p_w ：拘束鋼板の等価せん断補強筋比 ($=2t/b$)、 $t \sigma_{wy}$ ：拘束鋼板の降伏強度、 d ：有効せい、 σ_0 ：軸力による平均軸応力度、 j ：応力中心間距離 ($=7/8d$)。

X 形主筋の終局せん断耐力に関しては、X 形配筋指針式¹²⁾に基づいてせん断耐力 cQ_{su} を算定するが、実際には X 形配筋した主筋は降伏ひずみに達していないため、そのまま降伏強度を用いることは適さない。そこで、本研究では、図-9 に示すように、X 形配筋がブレース材のように直線的に軸方向にのみに変形すると仮定し、部材角と X 形主筋のせん断抵抗力との関係を次式により得た。

表-2 せん断耐力検証試験体一覧

試験体名	f_c (N/mm ²)	帯筋	鋼板厚 (mm)	X形 配筋	せん断ひび 割れの影響	文献
2DXT23	47.4	D6@30	2.3	2D	耐力低下	本論
4DXT23	47.2	D6@30	2.3	4D	なし	
4DXT45	48.0	D6@30	4.5	4D	なし	
4DXT45-90	47.9	D6@90	4.5	4D	なし	
DC-X2-T32	45.8	-	3.2	4D	耐力低下	8)
DC-2F-T32	46.4	D6@30	3.2	-	耐力低下	
DC-XT12	43.3	-	1.2	4D	耐力低下	7)
DC-XT32	43.3	-	3.2	4D	耐力低下	
DC-2DXT	42.5	D6@30	4.5	2D	なし	6)
DC-T6D25T	43.1	D6@60	4.5	-	耐力低下	5)

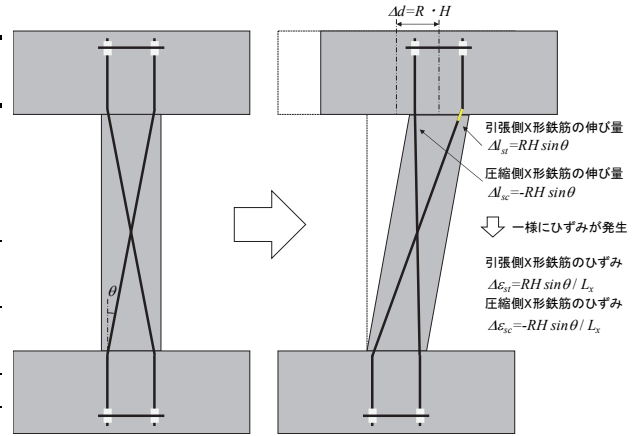


図-9 鋼板接合部の変形モデル

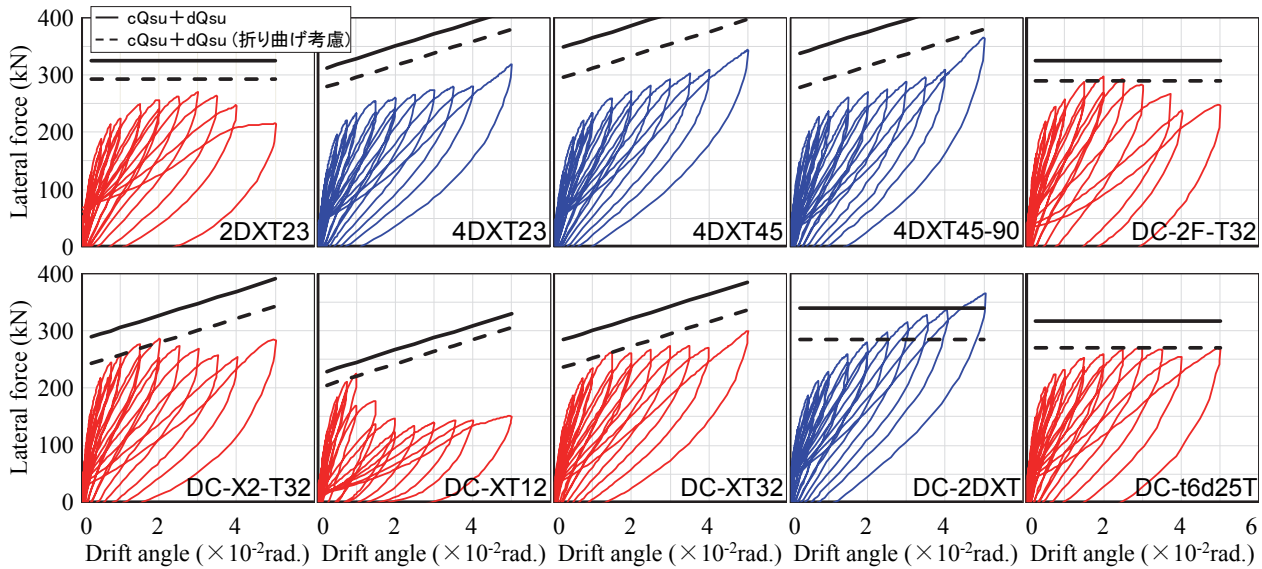


図-10 実験結果と計算せん断耐力の比較

$$dQ_{su}(R) = 2E_s A_s \frac{H}{L_x} R \sin^2 \theta \left(R < \frac{\sigma_{sy} L_x}{E_s H \sin \theta} \right) \quad (2-1)$$

$$dQ_{su}(R) = 2A_s \sigma_{sy} \sin \theta \left(R \geq \frac{\sigma_{sy} L_x}{E_s H \sin \theta} \right) \quad (2-2)$$

ここで、 E_s : 主筋の弾性係数、 A_s : X形主筋の引張鉄筋の断面積、 L_x : 主筋の定着間長さ、 H : 壁面高さ、 θ : X形主筋が材軸となす角、 σ_{sy} : X形主筋の降伏強度。ただし、X形配筋区間が2Dの試験体においては、X形配筋によるせん断補強効果は得られないものと仮定した。

せん断耐力の検討を行った本研究ならびに既往の研究の試験体の一覧を表-2に示し、実験結果と上記計算結果の比較を図-10に示す。図中において、実験結果を赤線で示した試験体はせん断ひび割れの発生により耐力低下を生じたと推測される試験体である。図より、既往の鋼管横補強に対する式ではせん断耐力を過大評価することが分かる。この原因としては、拘束鋼板のボルト接合部での変形の影響が考えられる。図-11(a)に示すように、コンクリートのせん断変形を抑えようと鋼板が拘束するが、ボルト接合位置に鋼板折り曲げ部が存在するため、鋼板が母材の力を発揮する前に、折り曲げ部が変形

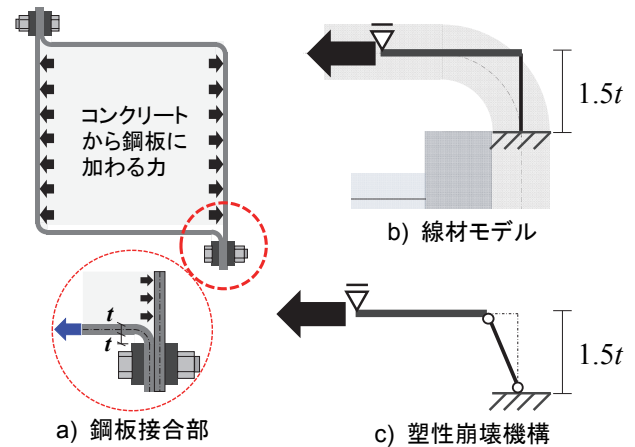


図-11 鋼板接合部の変形モデル

したものと考えられる。そこで、鋼板折り曲げ部の影響を考慮するために、図-11(b)の簡易モデルでの鋼板引張時の強度を考えた。添板までのボルト接合部を固定支持とみなし、コンクリートに接する鋼板はコンクリートの拘束により面外に変形しないと仮定しモデル化した。鋼板の折り曲げ内径は鋼板厚さ t と同じとし、固定支持端から鋼板の中央軸までの距離を $1.5t$ とした。このモデルで図-11(c)のように塑性崩壊機構が形成されるとき

荷重 P_y' を仕事量のつり合いから計算し、引張力に対する母材の降伏荷重 P_y との比を求めると下式ようになる。

$$P_y'/P_y = 1/3 \quad (3)$$

このことから、ボルト接合部の変形の影響により、鋼板の降伏強度は見かけ上、1/3 倍に低下すると想定される。このように鋼板の降伏強度を低減させて鋼板折り曲げ部の影響を考慮した計算せん断耐力を図-10 に破線で示す。赤線で示すせん断ひび割れによる耐力低下が見られた試験体においては、試験体 2DXT23 は実験結果より計算せん断耐力の方がやや高くでるが、残りの試験体に関しては精度よく評価できている。また、青線で示す耐力低下を生じていない試験体 4 体中 3 体に関しては、計算耐力が実験の包絡線よりも高い値となっており、実験結果の破壊性状と対応している。この場合の耐力は、付着すべりの影響を考慮した部材解析によって評価できることが既往の研究^{4,8)}で示されている。一方、試験体 DC-2DXT に関しては、実験結果を過小評価する結果となった。このことから、折り曲げ区間が 2D の X 形配筋を用いる場合に関しては、X 形配筋の効果を見直す等、せん断耐力の計算手法の更なる検証が今後必要である。

5. まとめ

本研究は、付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用い、ボルト接合による鋼板拘束を施した RC 柱のせん断耐力を明らかにすることを目的として、実験的研究ならびにせん断耐力評価法の検討を行い、以下の知見を得た。

- 1) X 形配筋を施し、鋼板拘束を施した柱は、十分なせん断抵抗力を保有していれば、高い 2 次剛性を有し、残留変形を小さく抑える、優れた耐震性能を発揮する。
- 2) ボルト接合による拘束鋼板を施した柱のせん断耐力評価に関して、鋼板折り曲げ部の変形による見かけ上の強度の低下を考慮する簡易なモデルを提案し、そのモデルにより強度の低下率を示した。
- 3) 鋼板折り曲げ部の影響を考慮したせん断耐力評価手法により、本研究並びに既往の研究の試験体のせん断耐力を精度良く評価できることを示した。一方で、柱中央部の 2D 区間のみを X 形配筋とした主筋を含む柱のせん断耐力評価は改善の余地がある。

謝辞

本研究の一部は中日政府間国際共同研究 (National key R&D program of China, 2016YFE0125600) の支援を得た。本研究を進めるにあたり神戸大学技術職員・金尾優氏の多大な協力を得た。本実験の試験体に使用した超高強度鉄筋は高周波熱練(株)より御提供頂いた。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 谷昌典, 孫玉平, 小山智幸, 小山田英弘: フライアッシュを外割混合したコンクリートを用いた RC 柱部材の力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.73-78, 2010
- 2) 仲井士門, 橋高将義, 谷昌典, 孫玉平: 主筋比及び軸力比が超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱の耐震性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.157-162, 2011.7
- 3) 船戸佑樹, 孫玉平, 竹内崇, 蔡高創: スパイラル溝を有する超高強度鉄筋の付着特性のモデル化と柱部材の履歴解析への応用, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.157-162, 2012.7
- 4) 孫玉平, 竹内崇, 奥田隼也, 大畑雄俊: レジリエントなコンクリート柱の耐震性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1501-1506, 2013.7
- 5) 竹内崇, 張建偉, 藤永隆, 孫玉平: 付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた逆対称曲げ RC 柱の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.109-114, 2014.7
- 6) 竹内崇, 藤永隆, 東山諒太, 孫玉平: 付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた逆対称曲げ RC 柱の耐震性能に及ぼす主筋配筋形式の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.145-150, 2015.7
- 7) 竹内崇, 藤永隆, 吉森裕樹, 孫玉平: 付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた逆対称曲げ RC 柱の耐震性能に及ぼす主筋定着詳細と横拘束方法の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.163-168, 2016.7
- 8) 大仲菜保子, 竹内崇, 藤永隆, 孫玉平: 二方向載荷を受ける付着強度の低い超高強度鉄筋を用いた RC 柱の耐震挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.39, No.2, pp.103-108, 2017.7
- 9) 安田健太郎, 孫玉平, 崎野健治, Aklan Amin: 鋼管横補強正方形 RC 柱の耐力評価, 日本建築学会九州支部研究報告 第 38 号, pp377-380, 1999
- 10) 熊本明弘, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸: 低軸力下における正方形鋼管横補強鉄筋コンクリート短柱の耐震性能, Vol.21, No.3, 1999
- 11) 高橋鉄平, 大杉俊輔, 孫玉平, 崎野健治: 角形鋼管横補強 RC 柱の耐震性能に関する研究(その 1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.439-442, 2002
- 12) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説, p.44, 2010